

3. 複合構造の鉄道ラーメン高架橋の耐震照査法

3.1 はじめに

最近、都市部での輸送力増強工事や連続立体交差工事等において営業線に近接して鉄道構造物を建設する事例が増えている。このため、狭い場所でも施工の安全性を確保し易く、工期の短縮が可能な構造が求められている。同時に、兵庫県南部地震を契機にして大規模地震に耐えられる高い耐震性を有する構造が必要とされている。さらに、経済性に加え、最近の都市構造物には景観に対する社会的要請が強まっている。

従来の鉄道高架橋としては、主として経済性の観点から鉄筋コンクリート構造のラーメン高架橋が多用されている。一般に、線路に近接して建設される鉄筋コンクリート構造の鉄道ラーメン高架橋は、施工の安全確保に多大の注意を要し、また作業工数の関係から工期短縮はそれほど期待できない。施工環境が厳しい条件下においては、型枠、配筋作業等の現場作業を省略することが施工の安全と全体工費の低減につながる。

複合構造の鉄道ラーメン高架橋は、施工の安全性、簡素化、および工期の短縮が可能であり、加えて、鋼とコンクリート材料の合成効果により高い耐荷力と変形性能が期待できる。ここで対象とする鉄道ラーメン高架橋とは、鉄骨鉄筋コンクリートを梁部材にコンクリート充填円形鋼管を柱部材とし、接合構造が柱・基礎接合が埋込み方式、梁・柱接合が差込み方式である複合構造を適用した鉄道ラーメン高架橋である。

ここでは、まず、複合構造の鉄道ラーメン高架橋を構成する鉄骨鉄筋コンクリート、コンクリート充填鋼管のような合成構造部材の変形性能、および接合部の耐荷性能の評価法について概説する。つぎに、これらの部材から構成される鉄道ラーメン高架橋の耐震照査法について述べる。

3.2 合成構造部材の変形性能の評価法

1) 鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 部材

(1) 評価項目

鉄道構造物の新しい耐震設計においては、構造物の耐震性能を構造物の構成要素である部材の損傷レベルと関連づけて照査することとしている。すなわち、構造物の耐震性能を以下の3つに区分した上で、構造種別ごとに構造物を構成する部材の損傷レベルを定義している。

耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない。

耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる。

耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

SRC部材の損傷レベルは、交番載荷実験での破壊状況を参考に損傷と補修工法等の関係も勘案すると、図3.1および表3.1に示すように区分できる。ここでは、図3.1の荷重変位包絡曲線上のB点(曲げ降伏)までの変位領域を損傷レベル1、同図のC点(最大荷重)までを損傷レベル2、そしてD点(終局：降伏荷重を保持する最大変位)までを損傷レベル3と呼ぶ。各損傷レベルに対応した部材の変形性能は、交番載荷実験を基にその評価法が提案され、鉄道構造物等設計標準(耐震設計)¹⁾において規定されている。

表 3.1 SRC 部材の損傷と補修工法の関係

	荷重変位包絡線上の特性	損傷状況の例	補修工法
A点	コンクリートに曲げひび割れが発生する時点の変位		無補修
B点	軸方向鉄筋が引張降伏する変位 (部材降伏)	曲げひび割れ	無補修 (場合により耐久性上のひびわれ注入)
C点	最大水平抵抗荷重程度を維持する最大変位	ひび割れ幅の拡大, かぶりコンクリート剥離, 軸方向鉄筋のわずかな座屈	必要によりひび割れ注入, 断面修復
D点	降伏荷重を維持する最大変位	かぶりコンクリートの剥落, 軸方向鉄筋・鉄骨フランジの座屈, 帯鉄筋の変形	ひび割れ注入, 断面修復, 必要により帯鉄筋等の整正

(2) 損傷レベルに対応した変形性能

a) 損傷レベル1 限界変位 (降伏変位)

曲げ降伏耐力は、柱基部の引張鉄筋が降伏ひずみに達する時、鉄骨を鉄筋と見なして以下の仮定に基づき軸方向力と曲げモーメントの釣合い条件から算定される。

- ・ 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する (平面保持仮定)。
- ・ コンクリートの引張応力は無視する。
- ・ コンクリートおよび鋼材の応力・ひずみ関係は、「鉄道構造物等設計標準 (鋼とコンクリートの複合構造物²⁾)」による。

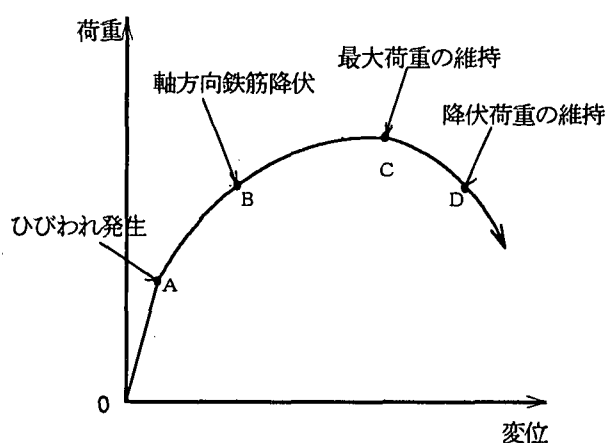


図 3.1 SRC 柱部材の荷重・変位履歴曲線

曲げ降伏変位は、式 (3.1) に示すように、フーチングからの鋼材 (軸方向鉄筋および鉄骨) の拔出しによる回転変位 (鋼材の拔出しに伴う基部の回転により、柱頂部に生じる水平変位) と柱く体の曲げ変形による変位を足し合わせて求めることができる。

$$\delta_y = \delta_{y0} + \delta_{y1} \tag{3.1}$$

ここで、

δ_{y0} : 柱く体の曲げ変形による変位

δ_{y1} : 鋼材の拔出しによる回転変位

鉄筋コンクリート柱の交番載荷実験において、断面の小さな供試体の場合、軸方向鉄筋の拔出しによる影響が大きく、大きな断面の実構造物ではこの影響が小さくなるといわれている。すなわち、模型実験から得られる変位を実構造物に適用するために、鋼材の拔出し変位と柱く体の変位を分離して評価しなければならない。SRC柱の変形を考える上でも、鋼材の拔出し変形を柱く体の変形と分離して取り扱う必要がある。

そこで、鋼材の拔出しによる回転変位の算定は、島らにより提案されている鉄筋コンクリート部材の二段配筋断面における拔出し量の算定手法³⁾を参考に、図 3.2 に示すように、二段配筋の鉄筋段間隔のかわりに、引張鉄筋と鉄骨フランジの間隔(D_2)を考慮することとし、引張鉄筋の拔出し量は以下の式 (3.2) ~ 式 (3.4) により算定する。

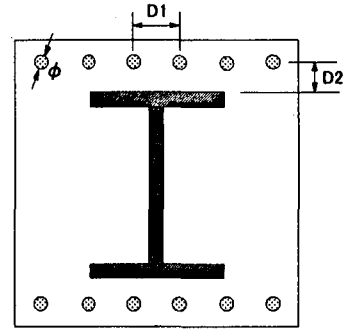


図 3.2 鉄筋拔出し量の算定

$$\Delta l_y = \alpha \cdot S_{y1} \quad (3.2)$$

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-D_1/\phi)} + 1.5e^{0.45(1-D_2/\phi)} \quad (3.3)$$

$$S_{y1} = 7.4\varepsilon_y (6 + 3500\varepsilon_y) \cdot \phi / f_{ck}'^{2/3} \quad (3.4)$$

ここで、

- Δl_y : 降伏時の引張鉄筋の拔出し量 (mm)
- α : 鉄筋間隔および鉄筋と鉄骨の間隔の影響を考慮するパラメータ
- S_{y1} : 単独鉄筋の拔出し量 (mm)
- ϕ : 引張鉄筋の直径 (mm)
- D_1 : 引張鉄筋の中心間隔 (mm)
- D_2 : 引張鉄筋の中心と引張側鉄骨フランジ縁の間隔 (mm)
- ε_y : 鉄筋の降伏ひずみ
- f_{ck}' : フーチングコンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm^2)

降伏時の引張鉄筋の拔出し量が算定できれば、鋼材の拔出しによる回転変位は、式 (3.5)、式 (3.6) により算定できる。

$$\delta_{y1} = \theta_{y1} \cdot L_a \quad (3.5)$$

$$\theta_{y1} = \frac{\Delta l_y}{d - x_n} \quad (3.6)$$

ここで、

- θ_{y1} : 鋼材の拔出しによる回転角
- L_a : せん断スパン
- d : 有効高さ
- x_n : 降伏時の圧縮縁から中立軸位置までの距離

つぎに、柱く体の変位の算定は、図 3.3 に示すように、柱部材を軸方向に沿って分割し、分割された断面ごとに軸力と曲げモーメントに関する内力と外力の釣合い条件から、中立軸とコンクリート圧縮縁ひずみを算定し各断面の曲率を求める。そして、く体変形量は各

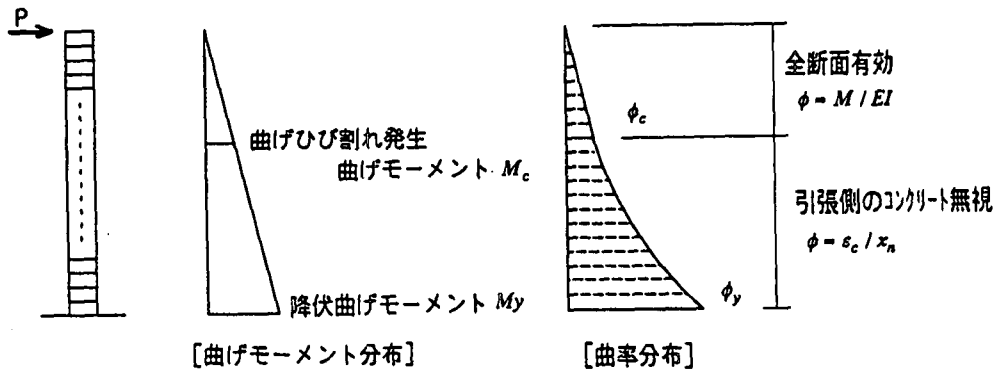


図 3.3 降伏時のく体変形の算定

断面の曲率を材軸に沿って二階積分することにより求められる。

b) 損傷レベル 2 限界変位 (最大荷重時変位)

曲げ耐力は、柱基部の圧縮縁のコンクリートひずみが 0.0035 に達する時とし、曲げ降伏耐力の算定の場合と同様の仮定に基づき算定する。

最大荷重時変位は、降伏変位の算定と同様、式 (3.7) に示すように、フーチングからの鋼材 (軸方向鉄筋, 鉄骨) の抜出しによる回転変位と柱く体の曲げ変形を足し合わせて求めることができる。なお、く体の変形は、柱基部の塑性ヒンジ部の曲げ変形と塑性ヒンジ部以外の曲げ変形とに分離して算定し、これらの変形を累加したものである。

$$\begin{aligned} \delta_m &= \delta_{m0} + \delta_{m1} \\ &= (\delta_{mb} + \delta_{mp}) + \delta_{m1} \end{aligned} \quad (3.7)$$

ここで、

- δ_{m0} : 柱く体の曲げ変形による変位
- δ_{m1} : 鋼材の抜出しによる回転変位
- δ_{mb} : 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位
- δ_{mp} : 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

まず、最大荷重時の鋼材の抜出しによる回転変位は、降伏時の鋼材の抜出し回転変位を基に式 (3.8) より求められる。

$$\delta_{m1} / \delta_{y1} = 3.0 - 2.0N / N_b \quad (3.8)$$

ここで、

N / N_b : 釣合軸力比, N : 作用軸力, N_b : 釣合軸力

つぎに、柱く体の曲げ変形による変位の算定について述べる。塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位は、図 3.4 のように柱部材を軸方向に沿って分割し、降伏時く体変位の算定と同様にして各断面の曲率を求め、曲率を二階積分することにより算定する。

塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位は、塑性ヒンジ回転角を用いて式 (3.9) により算定さ

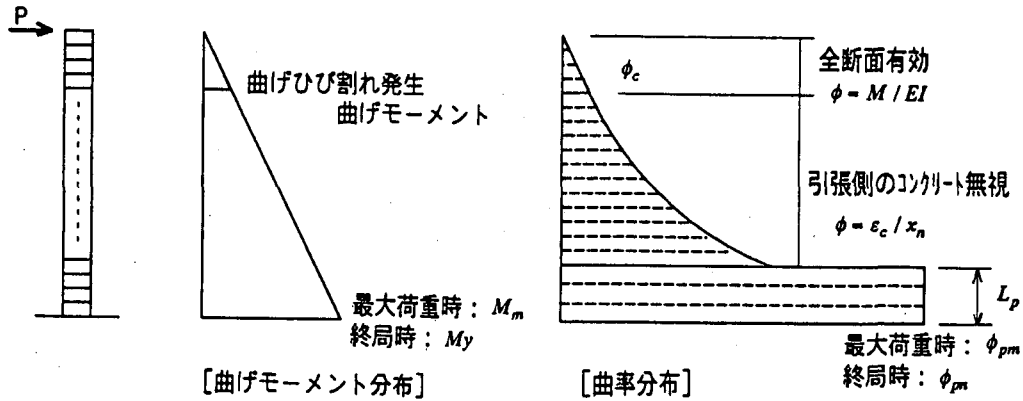


図 3.4 最大荷重時・終局時のく体変形の算定

れる。なお、塑性ヒンジ回転角とは塑性ヒンジ部における曲げ変形による回転角を表し塑性ヒンジ部は曲率一定としている。

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (3.9)$$

ここで、

$$\theta_{pm} : \text{塑性ヒンジ回転角} (= \phi_{pm} \cdot L_p)$$

$$\theta_{pm} = \frac{0.0365 p_w + 0.0159}{21.1(N/N_b)^{3.8} + 0.939} \quad (3.10)$$

p_w : せん断補強鉄筋比 (%)
 N/N_b : 釣合い軸力比
 L_p : 塑性ヒンジ長

塑性ヒンジ長 (L_p) は、式 (3.11) で与えられる Mattock の提案式⁴⁾を適用する。

$$L_p = 0.5d + 0.05L_a \quad (3.11)$$

ここで、

L_a : せん断スパン, d : 有効高さ

c) 損傷レベル3 限界変位 (終局変位)

損傷レベル3の限界変位は、曲げ降伏耐力を保持する最大変位と定義している。損傷レベル3の限界変位は、損傷レベル2の限界変位と同様の考え方にに基づき、図 3.4 に示す曲率分布を仮定し、式 (3.12) で与えられる。

$$\begin{aligned} \delta_n &= \delta_{n0} + \delta_{n1} \\ &= (\delta_{nb} + \delta_{np}) + \delta_{n1} \end{aligned} \quad (3.12)$$

ここで、

δ_{n0} : 柱く体の曲げ変形による変位

- δ_{nl} : 鋼材の抜出しによる回転変位
- δ_{nb} : 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位
- δ_{np} : 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

まず、鋼材の抜出しによる回転変位 (δ_{nl}) は、損傷レベル2の限界点における鋼材の抜出しによる回転変位 (δ_{ml}) と同じ値を用いる。これは、交番載荷実験で、損傷レベル2の限界点から損傷レベル3の限界点にかけて軸方向鉄筋の軸方向ひずみ分布に顕著な変化が認められなかったことによる。

塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 (δ_{nb}) は、損傷レベル2の塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 (δ_{mb}) と同様、柱部材を軸方向に沿って分割し、各断面の曲率を求め、曲率を二階積分することにより算定する。なお、塑性ヒンジ長 (L_p) は、式 (3.11) を適用する。

塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 (δ_{np}) は、式 (3.13) , および式 (3.14) により算定される。

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot \left(L_a - \frac{L_p}{2} \right) \quad (3.13)$$

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + 0.125 \frac{M_m - M_y}{M_m} \quad (3.14)$$

ここで、

θ_{pn} : 損傷レベル3の限界点における塑性ヒンジ回転角 ($= \phi_{pn} \cdot L_p$)

2) コンクリート充填円形鋼管 (CFT) 部材

(1) 評価項目

CFT部材の損傷レベルは、静的交番載荷実験での損傷状況を参考に、損傷と補修工法等の関係も勘案すると、図3.5、および表3.2に示すように区分できる。図3.5の荷重・変形包絡曲線上のY点までの変形領域を損傷レベル1、同図のM点までを損傷レベル2、そしてN点までを損傷レベル3と呼ぶ。各損傷レベルに対応した部材の変形性能は、交番載荷実験を基にその評価法が提案され、鉄道構造物等設計標準 (耐震設計) において規定されている。なお、損傷レベル3限界部材角 (終局部材角) は、最大荷重の90%まで荷重が低下した点の部材角と定義している。終局部材角をこのように定義した理由は、最大荷重の90%荷重低下点では、柱脚の鉛直変位は比較的小さな値に止まり、列車走行性から柱部材に要求される機能を保持しうる損傷レベルにあると判断できることである。

(2) 損傷レベルに対応した変形性能

a) 損傷レベル1 限界変位 (降伏変位)

部材の降伏は、柱脚最下部断面において、45°位置の引張側鋼管のひずみが降伏ひずみに達した時と定義している。

曲げ降伏耐力は、コンクリート充填鋼管断面を図3.6のようにファイバー要素に分割し、以下の仮定に基づき軸方向力と曲げモーメントの釣合い条件から算定される。

- ・ 維ひずみは、部材断面中立軸からの距離に比例する。
- ・ コンクリートの引張応力は無視する。

表 3.2 コンクリート充填鋼管部材の特性, 損傷および補修工法の関係

	荷重変形包絡曲線上の特性	損傷状況の例	補修工法の例
Y点	45度位置の引張鋼管が降伏する点	無損傷	無補修
M点	ほぼ最大耐力を維持できる最大変形点	局部座屈の発生	場合によっては鋼管の局部座屈の修復程度
N点	最大耐力の90%程度を維持できる最大変形点	局部座屈の伸展	局部座屈の伸展により修復およびリブ補強

- ・鋼管, およびコンクリートの応力・ひずみ関係は, 「鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼とコンクリートの複合構造物)」による.
- ・軸力は鋼管およびコンクリートに均等に載荷され, 軸力による鋼管とコンクリートの軸ひずみは同じとする.

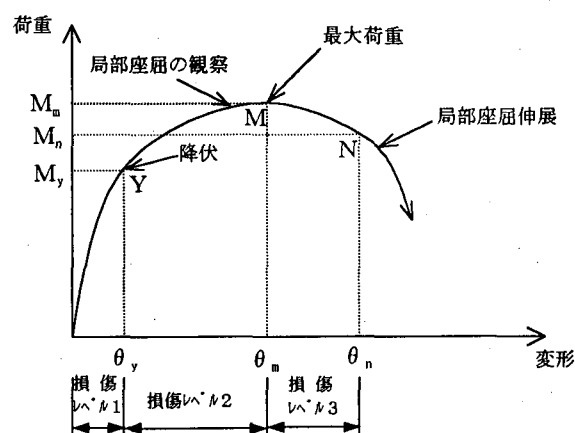


図 3.5 コンクリート充填鋼管部材の荷重・変形包絡曲線

損傷レベル1の限界部材角, すなわち降伏部材角は, 式 (3.15) に示すように, 柱く体の曲げ変形と柱脚基部の鋼管の拔出しによる回転変形を足し合わせて求めることができる.

$$\theta_y = \theta_{y0} + \theta_{y1} \quad (3.15)$$

ここで,

θ_{y0} : 柱く体の曲げ変形による部材角, θ_{y1} : 鋼管の拔出し回転による部材角

柱く体の曲げ変形による部材角は, 図3.7のように部材を材軸方向に沿って分割し, 各断面の曲げモーメントと軸力の釣合い条件から各断面の曲率を求め, これを部材軸方向に二階積分して算定される柱頭部水平変位をせん断スパンで除して得られる.

鋼管の拔出し回転による部材角は, 接合方式の違いにより埋込み部の曲率分布を各々仮定し, 式(3.16), (3.17), および(3.18)により求める.

$$\theta_{y1} = \phi_y \cdot l_0 \quad (\text{二重鋼管方式の場合}) \quad (3.16)$$

$$\theta_{y1} = \phi_y \cdot l_0 / 2 \quad (\text{埋込み方式の場合}) \quad (3.17)$$

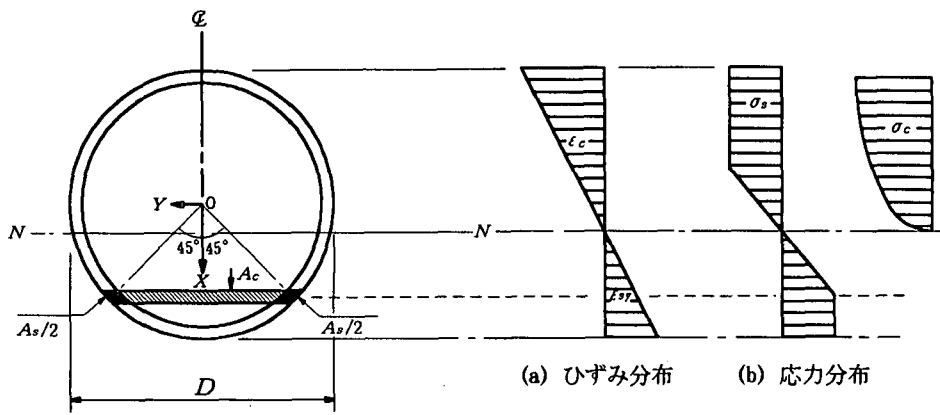


図 3.6 断面内の分割要素と応力・ひずみ関係

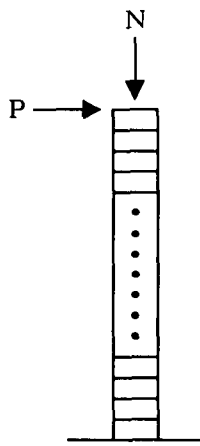


図 3.7 材軸方向断面分割図

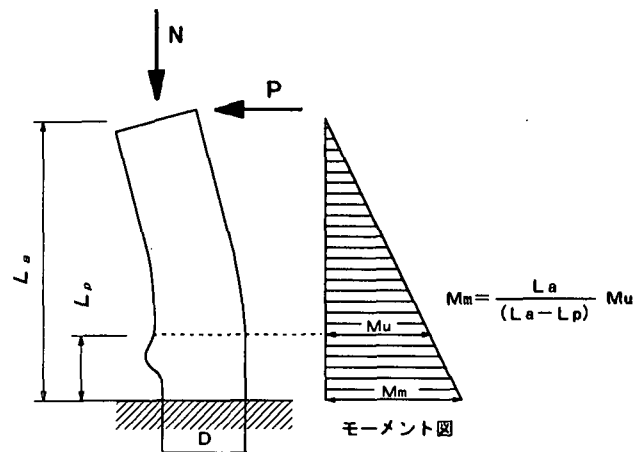


図 3.8 最大荷重時の曲げモーメント関係

ここで,

ϕ_y : 柱脚基部における降伏曲率

$$\phi_y = \varepsilon_{sy} / (d - x_y) \quad (3.18)$$

ε_{sy} : 鋼管の引張降伏ひずみ

d : 鋼管の圧縮縁から引張45°位置までの距離

x_y : 鋼管の圧縮縁から降伏時の中立軸までの距離

l_0 : 部材端部の埋込み長

b) 損傷レベル2限界変位 (最大荷重時変位)

曲げ耐力は、柱脚基部の圧縮縁のコンクリートひずみが、式(3.19)から求められるひずみに達する時とし、曲げ降伏耐力の算定の場合と同様の仮定に基づき算定する。

$$\varepsilon_c = \frac{1.474 \cdot (f_{sy} / E_s)}{(D/t/100)} + 0.006 \quad (3.19)$$

ここで、

- f_{sy} : 鋼管の降伏強度 (N/mm²)
- E_s : 鋼管の弾性係数 (N/mm²)
- D : 鋼管径 (mm)
- t : 鋼管厚 (mm)

その際、柱脚基部に破壊ゾーンが形成され、これが変形とともに柱脚の上方側に広がっていくことを考慮している。すなわち、図3.8に示すように、式(3.20)で計算される塑性ヒンジ長⁵⁾だけ、柱脚最下部から上方にシフトした位置の曲げモーメントを上記の方法により計算し、式(3.21)を用いて補正した値を曲げ耐力としている。

$$L_p = D \cdot \{1.5 \cdot (N/N_y)^2 + 0.5\} \quad (3.20)$$

ここで、 D : 鋼管径, N/N_y : 軸力比

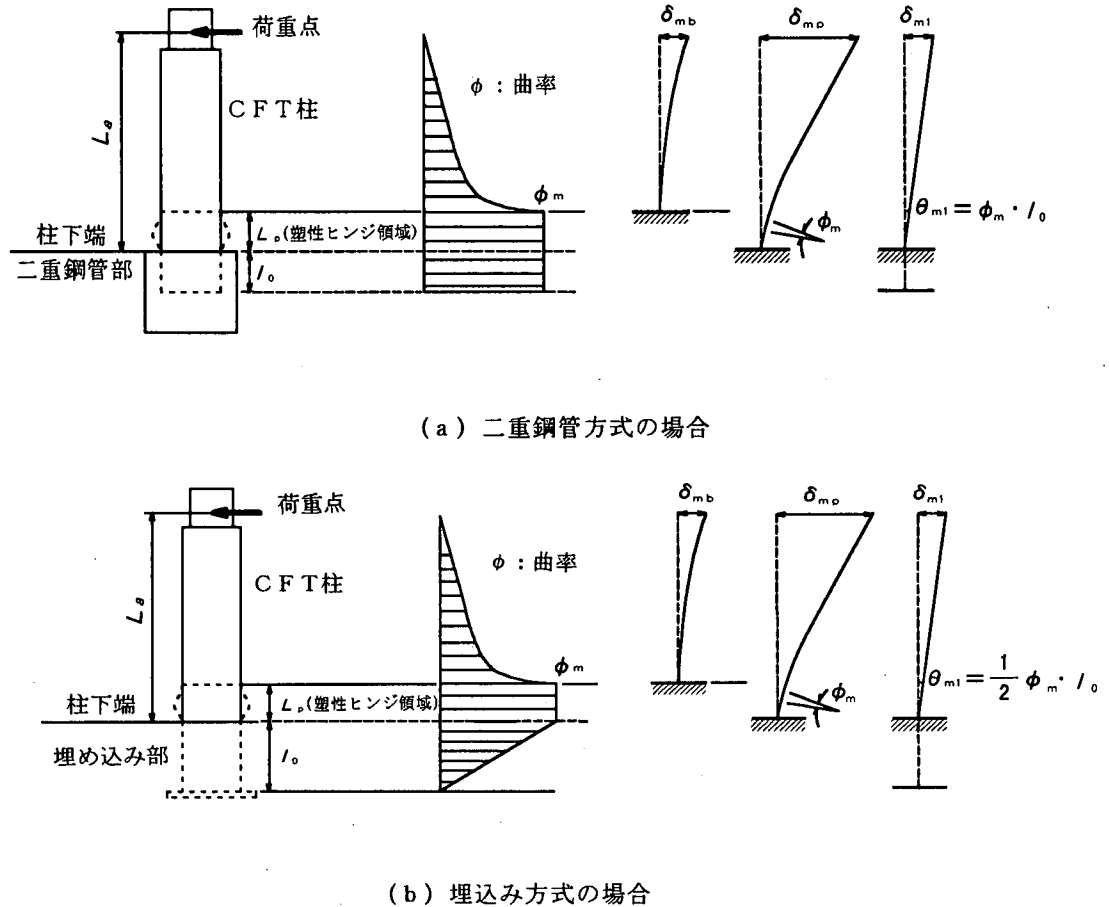


図 3.9 最大荷重時の曲率分布の仮定

$$M_m = \frac{L_a}{(L_a - L_p)} \cdot M_u \quad (3.21)$$

ここで、

L_a : せん断スパン, L_p : 塑性ヒンジ長

損傷レベル2の限界部材角, すなわち最大荷重時の部材角は, 図3.9に示す曲率分布に基づき, 式(3.22)により, 柱く体の曲げ変形と柱脚基部の鋼管の拔出しによる回転変形を足し合わせて求めることができる。

柱く体の曲げ変形による部材角は, 式(3.23)に示すように, 塑性ヒンジ領域と塑性ヒンジ領域以外の領域に区分し, それぞれの部材角を加えて算定する。鋼管の拔出し回転による部材角は, 降伏時の場合と同様に算定する。

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} \quad (3.22)$$

$$\theta_{m0} = (\delta_{mb} + \delta_{mp}) / L_a \quad (3.23)$$

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (3.24)$$

ここで、

- θ_{m0} : 柱く体の曲げ変形による部材角
- θ_{m1} : 鋼管の拔出し回転による部材角
- δ_{mb} : 塑性ヒンジ領域以外の柱く体変位
- δ_{mp} : 塑性ヒンジ領域の柱く体変位
- θ_{pm} : 塑性ヒンジ領域の回転角 (= $\phi_m \cdot L_p$)
- ϕ_m : 塑性ヒンジ領域の平均曲率

$$\phi_m = \varepsilon'_c / (x_m - t) \quad (3.25)$$

ε'_c : コンクリートの圧縮ひずみ, 式(3.19)より算定

x_m : 鋼管の圧縮縁から最大荷重時の中立軸までの距離

t : 鋼管厚

L_p : 塑性ヒンジ長, 式(3.20)より算定

L_a : せん断スパン

式(3.23)右辺にある塑性ヒンジ領域以外の柱く体変位は, 柱部材を材軸方向に沿って分割し, 降伏時の柱く体変位の算定と同様にして各断面の曲率を求め, 曲率を二階積分することにより算定できる。

塑性ヒンジ領域の柱く体変位は, 式(3.20)により与えられる塑性ヒンジ長, および式(3.25)により算定される柱脚最下部から塑性ヒンジ長だけ上方にシフトした位置における曲率を用い, 式(3.24)から求めることができる。

c) 損傷レベル3 限界変位 (終局変位)

損傷レベル3の限界部材角，すなわち，終局部材角は，最大荷重の90%まで荷重が低下した点の部材角と定義している．損傷レベル3の限界点の定義は，既往の研究における終局点の定義を参考に，また，鉛直変位の増加傾向も考慮して定めた．

終局部材角は，最大荷重時の限界部材角と同様の考え方にに基づき，式(3.26)で与えられる．

$$\theta_n = \theta_{n0} + \theta_{n1} \quad (3.26)$$

$$\theta_{n0} = (\delta_{nb} + \delta_{np}) / L_a \quad (3.27)$$

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (3.28)$$

ここで，

- θ_{n0} : 柱く体の曲げ変形による部材角
- θ_{n1} : 鋼管の拔出し回転による部材角
- δ_{nb} : 塑性ヒンジ領域以外の柱く体変位
- δ_{np} : 塑性ヒンジ領域の柱く体変位
- θ_{pn} : 塑性ヒンジ領域の回転角 (= $\phi_n \cdot L_p$)
- ϕ_n : 塑性ヒンジ領域の平均曲率
- L_p : 塑性ヒンジ長，式(3.20)より算定
- L_a : せん断スパン

まず，鋼管の拔出し回転による部材角は，最大荷重時における鋼管の拔出し回転による部材角と同じ値を用いる．これは，最大荷重時から終局時にかけて鋼管の軸方向ひずみ分布に顕著な変化が認められなかったことによる．

塑性ヒンジ領域以外の柱く体変位は，最大荷重時の塑性ヒンジ領域以外の柱く体変位と同様，柱部材を軸方向に沿って分割し，各断面の曲率を求め，曲率を二階積分することにより算定する．なお，塑性ヒンジ長は，式(3.20)を適用する．

塑性ヒンジ領域の柱く体変位は，式(3.29)により算定する．

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + 0.0227 \quad (3.29)$$

3.3 接合部の耐荷性能の評価法

1) 柱・基礎接合部 (埋込み接合) の耐荷力の評価法

埋込み接合は，柱と基礎との接合方式としてアンカーフレーム方式と同様にこれまで数多く用いられているが，鋼管を直接コンクリートフーチング中に埋込む方式である．この接合部の耐荷力は，静的載荷実験での耐荷機構の検討から図3.10に示す耐荷モデルを用いて算定することができる．ここで，軸方向圧縮力と曲げモーメントが作用する場合の埋込み方式の耐荷機構を以下のように仮定している．

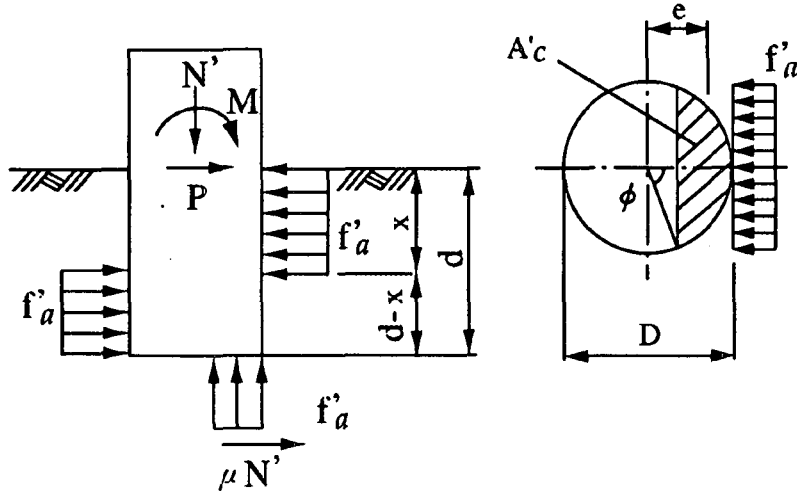


図 3.10 埋込み接合の耐荷モデル

- ・軸方向圧縮力 (N') は、ベースプレート下部のコンクリートの支圧力により受け持たれる。
- ・曲げモーメント (M) とせん断力 (P) は、埋込み柱脚の側部コンクリートの支圧力、および端部ベースプレート下部のコンクリートのせん断摩擦力により受け持たれる。
- ・コンクリートの支圧強度は、土木学会・コンクリート標準示方書⁶⁾を参考にコンクリートの圧縮強度の2倍とする。

上記の耐荷機構は、鋼管側面に作用するコンクリートの支圧反力とベースプレート近傍の柱下端部支圧面での支圧反力とせん断摩擦力を考慮したものである。

曲げモーメントの釣り合いから、曲げ耐力 (M_u) の算定式として式 (3.30) が導かれる。

$$M_u = f'_a \cdot D \cdot \frac{(d^2 - 2x^2)}{2} + \mu \cdot N' \cdot d + N' \cdot e \quad (3.30)$$

ただし、

- f'_a : コンクリートの支圧強度 ($2f'_{ck}$)
- f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度
- d : 埋込み長さ
- D : 柱径
- x : フーチング表面から埋込み部中立軸位置 までの距離
- e : 柱下部支圧反力の合力作用位置で式 (3.31) による。

$$e = D \cdot \left[\frac{\cos \phi}{2} + \frac{\sin \phi \cdot (2 + \cos^2 \phi) - 3\phi \cdot \cos \phi}{3(2\phi - \sin 2\phi)} \right] \quad (3.31)$$

ϕ : 図 3.10 参照

A'_c : 柱下部の支圧面積で、式(3.32)による。

$$A'_c = D^2 \cdot \frac{2\phi - \sin 2\phi}{8} \quad (3.32)$$

μ : 柱下部支圧面の摩擦係数 ($= 1.1\sqrt{f'_{ck}} / f'_a{}^2 \leq 0.12\sqrt{f'_{ck}}$)

x および ϕ は、鉛直および水平方向の力の釣り合いから、式(3.33)、(3.34)により算定される。

・鉛直方向の力の釣り合い

$$N' = f'_a \cdot A'_c \quad (3.33)$$

・水平方向の力の釣り合い

$$P = f'_a \cdot D \cdot (2x - d) - \mu \cdot N' \quad (3.34)$$

ここで、 N' : 軸方向圧縮力、 P : せん断力

2) 柱・梁接合部（差込み接合）の耐荷力の評価法

差込み接合は、柱と梁との接合方式として新たに開発された接合方式であり、施工の簡便化、省力化、さらに施工誤差の吸収性に優れている。この接合方式は、鉄骨と鉄筋で構成される差込み部材を充填鋼管柱部材に所定長さ差込むことにより、荷重の伝達を行う接合方式である。この接合部の耐荷力は、静的載荷実験での耐荷機構の検討から得られた耐荷モデルを用いて算定することができる。

静的載荷実験での破壊状況から、接合部では、支圧力の偶力と摩擦力の偶力が柱に作用する曲げとせん断に抵抗していると考えられる。そこで、図3.11に示す耐荷モデルを仮定し、接合部の力の釣り合い式(3.35)を作成した。

$$M - T \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} \right) \cdot d = - \frac{LP^2}{3(2P-Q)} + (P-Q) \cdot \frac{L \cdot (5P-2Q)}{3(2P-Q)} \quad (3.35)$$

M : 作用モーメント、ただし、 $M = Q \cdot l_a$ (l_a :せん断スパン)

T : 摩擦力

P : 支圧力

L : 埋込み長

D : 鋼管径

このとき、鋼管とコンクリートの摩擦力は、クーロン摩擦に従うものとし、柱の引張側、および圧縮側に各々全周の1/4に均等に作用し最大摩擦力に達しているとして、終局時の摩擦力の合力を与える式(3.36)が導かれている。

$$T = c \cdot \left(\frac{\pi}{4} \right) \cdot d \cdot L \cdot \frac{P-Q}{2P-Q} + \frac{\pi}{2\sqrt{2}} (P-Q) \cdot \tan \phi \quad (3.36)$$

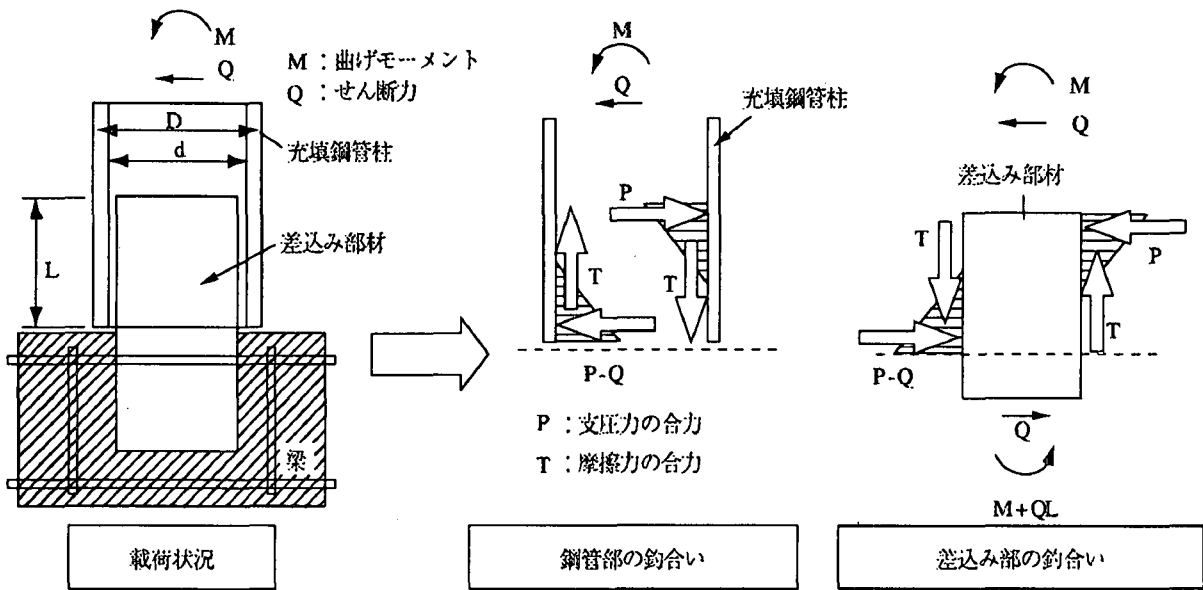


図 3.11 差込接合の耐荷モデル

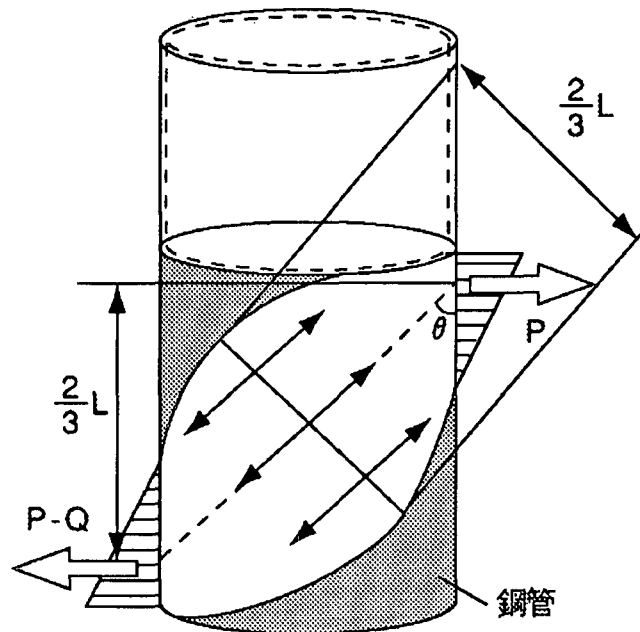


図 3.12 鋼管終局モデル

c : 粘着力(平鋼管 : 0.7N/mm^2 , 突起付鋼管 : 8N/mm^2)
 ϕ : 摩擦角(平鋼管 : 20° , 突起付鋼管 : 0°)

また、実験では鋼管側面ひずみが降伏ひずみに達した時点から荷重の増加がなくなっていることから、図 3.12 に示す様に鋼管柱側面部に $2L/3$ 幅の引張力のバンドが支圧力の合力の作用位置を結ぶ方向に形成され、この引張バンドが全降伏するときが最大耐力であると仮定し、終局荷重時における鋼管の水平方向の釣り合いから式 (3.37) が導かれている。

$$P - Q = f_y \cdot 2t \cdot \frac{2}{3} L \cdot \sin \theta \quad (3.37)$$

ここで、

$$\sin \theta = \frac{\left(\frac{\pi}{4} D'\right)}{\sqrt{\left(\frac{2}{3} L\right)^2 + \left(\frac{\pi}{4} D'\right)^2}} \quad (3.38)$$

D' : 鋼管外径 (D) - 鋼管厚 (t)
 f_y : 鋼管引張強度
 t : 鋼管板厚
 θ : 引張バンド角度

接合部の力の釣り合い式 (3.35) に、式 (3.36)、および式 (3.37) で求めた最大摩擦力 T 、鋼管支圧力 P を代入し、接合部の曲げ耐力 M が算定される。

3.4 複合構造の鉄道ラーメン高架橋の耐震照査法

1) 設計条件と初期断面の設定

(1) 所要降伏震度スペクトル

非線形スペクトルは、構造物の塑性領域での挙動を知るために構造物の固有周期をパラメータとして1自由度系の非線形時刻歴応答解析を行い、その最大応答値を固有周期の関数として表示したものの総称である。中でも、応答塑性率ごとに構造物の固有周期と所要降伏震度（ある塑性率になるために必要な降伏震度）との関係を示したものを所要降伏震度スペクトルと称している。構造物の固有周期を何らかの方法で求めることができれば、所要降伏震度スペクトルを用いて、設計塑性率に対応した所要降伏震度を算定することができる。ここでは、「(2) 設計条件と初期断面の設定」で後述するように、所要降伏震度スペクトルを用いて部材の初期断面設定を行う。

さて、鉄道の耐震設計標準においては、所要降伏震度スペクトルは表層地盤 (G0～G7地盤の8種類)、および構造材料種別 (コンクリート構造系、鋼構造系の2種類) ごとに与えられている。例えば、コンクリート構造系 (鉄筋コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリート、およびコンクリート充填鋼管) のG3地盤の所要降伏震度スペクトルは、図3.13のようである。

ここで、所要降伏震度スペクトルを作成するにあたり、コンクリート構造系については、1自由度系の復元力モデルに図3.14に示すような骨格曲線と式(3.39)で表される最大変形に応じた除荷剛性を有する剛性低下型バイリニアモデル (修正 Clough⁷⁾ モデル) を用いている。なお、第2勾配比 (α) は0.05、剛性低下率 (β) は0.2である。

$$K_r = K_y \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right)^{-\beta} \quad (3.39)$$

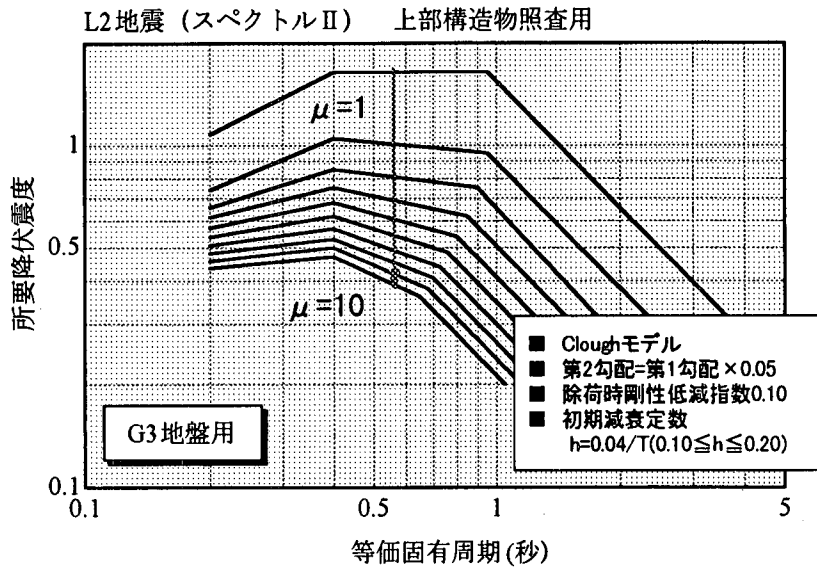


図 3.13 所要降伏震度スペクトル (L2地震動スペクトルⅡ, G3地盤)

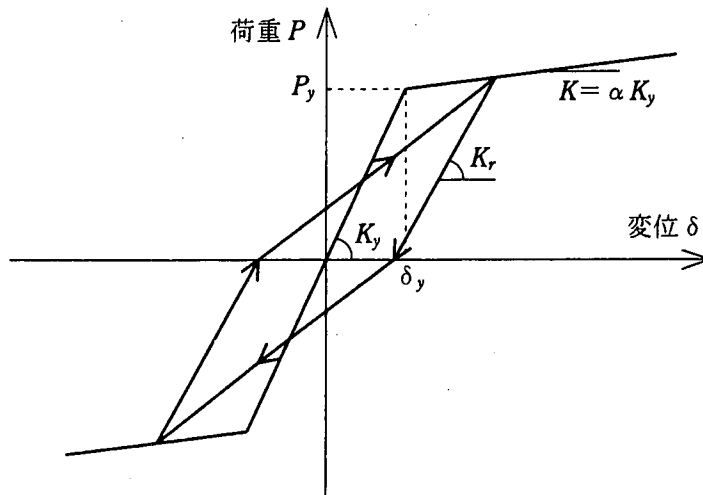


図 3.14 剛性低下型バイリニアモデル

ここで,

- K_r : 除荷剛性
- K_y : 降伏剛性
- δ_{max} : 最大経験変位
- δ_y : 降伏変位
- β : 剛性低下率

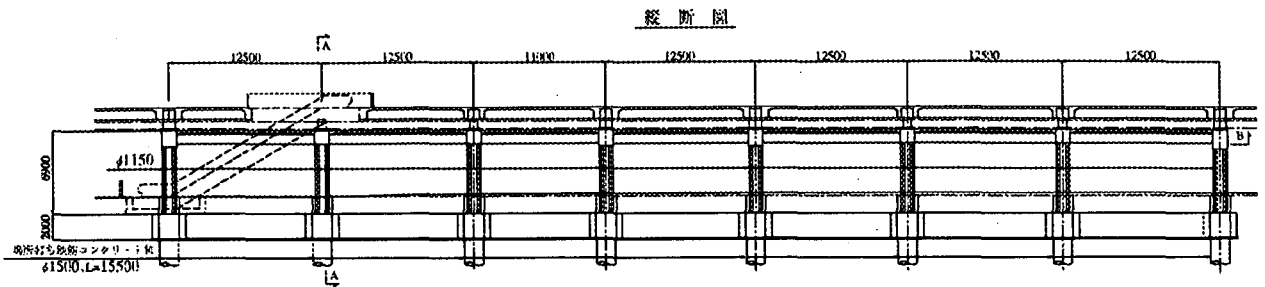
また, 減衰定数 (h) は, 式 (3.40) により算定している^{8),9)}.

$$h = \frac{0.04}{T} \tag{3.40}$$

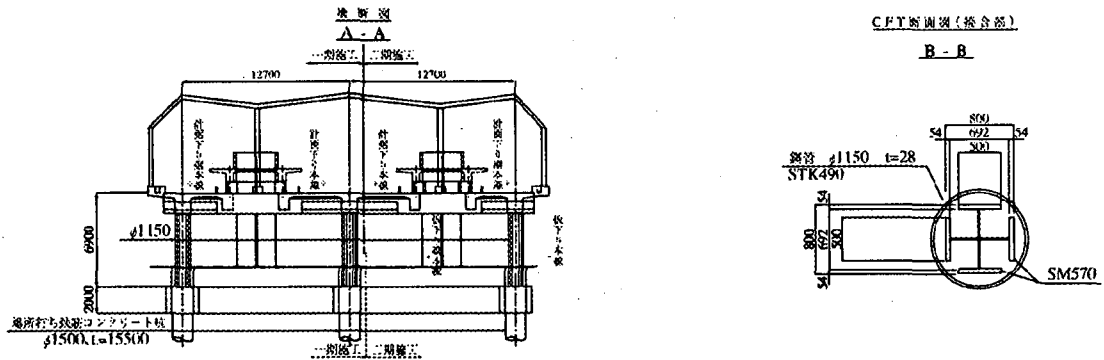
ただし, $0.10 \leq h \leq 0.20$, T : 構造物の固有周期

(2) 設計条件と初期断面の設定

設計の対象とした高架橋の構造一般図を図 3.15 に示す. 構造形式は 7 径間の SRC ピー



(a) 線路方向



(b) 線路直角方向

図 3.15 構造一般図

ムスラブ式1層ラーメン高架橋（柱部材：コンクリート充填鋼管，上層梁部材：鉄骨鉄筋コンクリート，地中梁部材：鉄筋コンクリート）であり，軌道構造は弾性マクラギ直結軌道，基礎形式は杭基礎（場所打ちコンクリート杭，杭径：1,500mm）である。

使用材料は，設計基準強度が 24N/mm^2 （柱，梁，スラブ）および 30N/mm^2 （場所打ち杭）のコンクリート，SD345（ラーメンく体）および SD390（場所打ち杭）の鉄筋，SM490の鉄骨，STK490の鋼管（外径 1,150mm，管厚 28mm，径厚比 41）である。

ここで，コンクリート充填円形鋼管柱の初期断面の設定においては，部材剛性を既往の実験結果等^{10), 11)}を参考に全断面有効剛性の $2/3$ と仮定し構造物全体を線材モデルに置換え静的線形解析を行った。これは，設計において初期断面の設定段階から静的非線形解析を行うことは煩雑にすぎるため，部材の剛性低下により非線形性を考慮し静的線形解析により初期断面を設定したものである。そして，解析から得られる構造物全体系の初期剛性から式(3.41)により等価固有周期 (T_{eq}) を求め，「(1)所要降伏震度スペクトル」の所要降伏震度スペクトルを用い，設計塑性率を6として所要降伏震度を算定した。

$$T_{eq} = 2.0 \sqrt{\frac{W}{K}} \quad (3.41)$$

ここで，

- W : 等価重量 (kN), $W = W_u + 0.4W_p$
 W_u : ラーメン構造物の上部構造部分の重量 (kN) で、一般に上層梁と床スラブの自重, および負荷荷重 (列車荷重)
 W_p : 耐震設計上の地盤面より上の部分, かつ上層梁の下面よりも下の部分 (地中梁, 中層梁, 柱等) の重量(kN)
 K : 構造物の降伏剛性(kN/m)

$$K = R/\delta$$

- R : 構造物全体として降伏点に達する時の水平荷重(kN)
 δ : 構造物全体として降伏点に達する時の水平変位量(m)

設定したコンクリート充填鋼管柱断面の降伏耐力が降伏震度 (降伏断面力) を上まわり, かつ, 式(3.42)を用いて算定される部材じん性率が設計塑性率以上であることを確認した.

$$\mu = 30.7(M_u/M_y) - 21.4\bar{\lambda} - 21.5 \quad (3.42)$$

- μ : 部材じん性率
 M_u : 曲げ耐力
 M_y : 曲げ降伏耐力
 $\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ

なお, 適用範囲は, $0.06 \leq R_t \leq 0.17$, $0.21 \leq \bar{\lambda} \leq 0.29$, $0.0 \leq N/N_y \leq 0.3$

- R_t : 径厚比パラメータ
 $\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ
 N/N_y : 軸力比

トライアル計算の結果, 鋼管の径厚比が 40~60 程度でコンクリート充填鋼管柱部材の特長が最大限発揮されることがわかった. また, 鋼管の材料は STK400 材の方が経済的ではあるが, 鋼管の必要断面寸法, 鋼材重量, および充填コンクリート量などを考慮し STK490 材とした.

2) 耐震照査法

(1) 耐震照査の基本

鉄道構造物の耐震照査は, 想定地震動に対して構造物に要求する性能 (耐震性能) を明確にし, 適切な構造解析法を用いて応答値を算定し, 耐震性能を適切に評価しうる指標を用いて照査する体系 (性能照査型設計) としている. ここで, 想定地震動は, L1 地震動 (構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動) と L2 地震動 (構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低い非常に強い地震動) という 2 つのレベルの地震動である.

構造物の耐震性能は, 主に, 地震後の損傷に伴う機能回復の面からの性能に対して耐震性能 I, II, および III を設定している. 構造物の耐震性能は, L1 地震動に対して耐震性能 I を, L2 地震動に対して重要度の高い構造物は耐震性能 II を, その他の構造物は耐震性能 III を満足することとしている. 所要の耐震性能を得るためには, 構造物を構成する部材の損傷レベル, および基礎の安定レベルの関係を適切に設定する必要がある. 部材の損

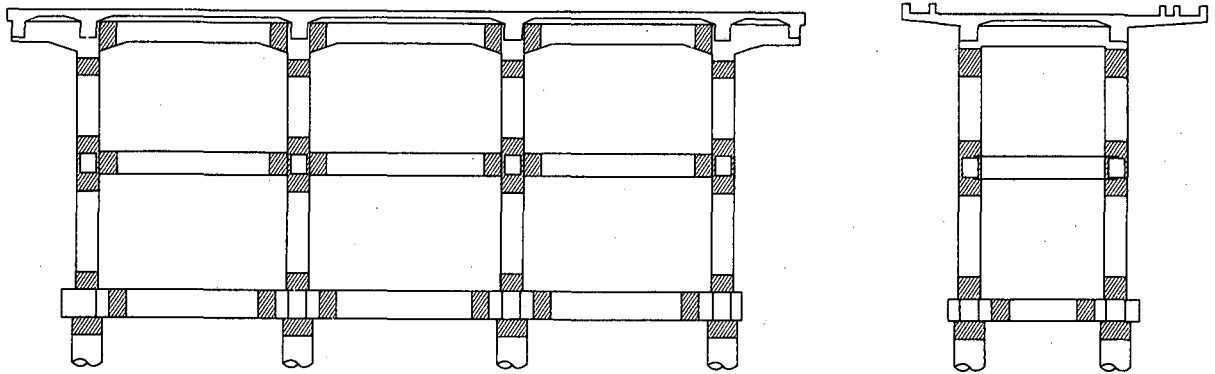


図 3.16 ラーメン構造物の損傷部位のイメージ

表 3.3 ラーメン構造物の耐震性能と部材の損傷レベルの制限値

構 造 物		耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
部材の損傷 レベル	上層梁・地中梁	1	2	3
	その他の梁	1	3	4
	柱	1	3	3
基礎の安定レベル		1	2	3

傷レベルは、損傷に伴う補修および復旧の難易性等を考慮して設定されている。

構造物の耐震性能は、構造物の種類に応じて構造的特徴を考慮して定める必要がある。鉄道の耐震設計標準においては、以下の事項を共通の考え方として各構造物の耐震性能に応じた部材の損傷レベルを設定している。

耐震性能Ⅰは、構造物は無補修とするため各部材とも損傷レベルは1とする。

耐震性能Ⅱは、地震後に機能が短時間で回復できる場合と位置づけ、補修の難易性を考慮し損傷レベルを部材ごとに設定する。基礎、あるいはトンネル構造を構成する部材のように極めて補修が困難であると考えられる部材を除いて、損傷レベル3までを許容する。

耐震性能Ⅲは、地震によって構造物全体系が崩壊しないことを前提と位置づけ、部材の損傷レベルは、補修が必要で場合により部材または構造物の取替えが必要な損傷レベル3または4まで許容する。

図 3.16、および表 3.3 は、ラーメン構造物を例にして構造物の耐震性能と部材の損傷レベルの関係を示したものである。

(2) 応答値の算定

橋梁、高架橋の応答値を算定する方法として、時刻歴応答解析法がある。この場合、構造物のモデル化の方法としては、上部構造物と基礎構造物を分離する方法、あるいは一体として扱う方法がある。前者は、基礎を支持ばねに置換したモデルを用いるものであり、設計実務上、比較的簡便な方法として位置づけられる。一方、後者は、地震時に上部構造物、基礎構造物が一体として挙動することから、実際の地震時挙動を解析するにあたり、より精度の高い結果が期待できる。

この場合、構造物を多質点系モデルとし、部材は線材に、地盤はばねに置換するのが一般的であり、それぞれについて非線形性を考慮したモデルが提案されている。ここで、部

材の非線形特性は、 $(M-N-\theta)$ (M : 曲げモーメント, N : 軸力, θ : 部材角), あるいは $M-N-\phi$ (M : 曲げモーメント, N : 軸力, ϕ : 曲率) 関係で与えられている。

上記の多質点系モデルとは別に、形状の複雑な構造物、地盤の不整形の影響を考慮する場合、あるいは液状化の恐れのある地盤等では、より詳細な解析が必要であり、2次元あるいは3次元の有限要素解析や有効応力解析が推奨される。

ここでは、「3) 多質点系モデルによる応答値の算定」において、鉄道ラーメン高架橋の上部構造物と基礎構造物を一体とする多質点モデルを用いた時刻歴応答解析により応答値を算定し耐震性能の照査を行うことにする。

(3) 耐震性能の照査

耐震性能の照査は、構造物の耐震性能を決定する部材性能（耐力、変形性能）が地震時の応答値（作用力、応答変位）に対して式 (3.43) を満足することを照査する。

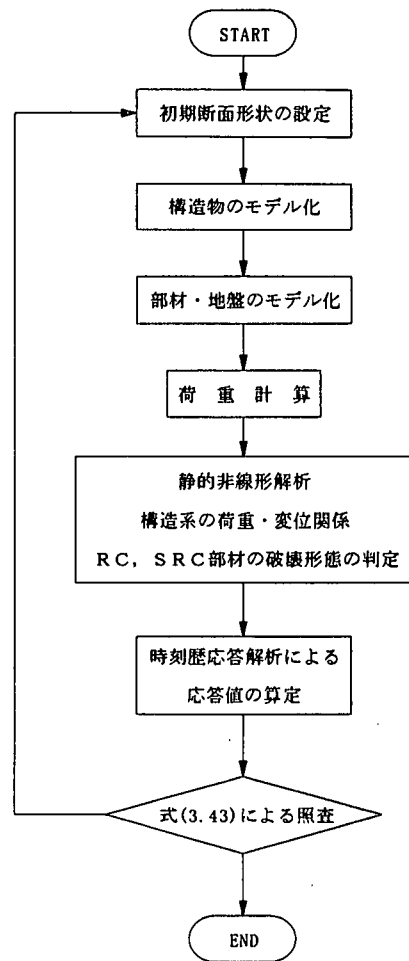


図 3.17 耐震照査の流れ

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (3.43)$$

ここで、

- S_d : 設計応答値
- R_d : 設計部材性能
- γ_i : 構造物係数

図 3.17 は、式 (3.43) の照査までの流れを具体的に表したものである。

まず、設定された初期断面諸元をもとに静的非線形解析（プッシュオーバー解析）を行い、構造系の荷重・変形関係、および構造系の荷重・変形関係における個々の部材の変形状態を把握する。また、鉄筋コンクリート、および鉄骨鉄筋コンクリート梁部材の破壊形態の判定を行う。すなわち、これらの部材の破壊が曲げ破壊先行か、あるいはせん断破壊先行かを検討した上で、せん断破壊先行と判定される場合には、必要に応じてせん断補強鉄筋の増加等、断面諸元の変更を行う。

つぎに、時刻歴応答解析から算定される構造系の最大応答変位を、静的非線形解析によりすでに求められている荷重・変形関係の中にプロットし、求められた応答値と損傷レベルに対応した各部材の限界値を比較することにより耐震性能を満足しているか否かの照査

表 3.4 ラーメン高架橋に要求される耐震性能

設計想定地震動	ラーメン高架橋の耐震性能
L1 地震動	耐震性能 I
L2 地震動	耐震性能 II

表 3.5 部材の損傷レベル

	耐震性能 I	耐震性能 II
上層梁・地中梁	1	2
柱	1	3

表 3.6 安全係数

	荷重係数 γ_f	構造解析係数 γ_a	材料係数 γ_m			部材係数 γ_b	構造物係数 γ_i
			γ_c	γ_r	γ_s		
RC	1.0	1.0	1.0	1.0	1.05	1.0	1.0
SRC			~			1.3	
CFT			1.3	1.05	1.0		

γ_c : コンクリートの材料係数

γ_r : 鉄筋の材料係数

γ_s : 鉄骨あるいは鋼管の材料係数

を行う。耐震性能を満足していない場合は、断面諸元や構造形式等を修正し再度照査を行う。

3) 多質点系モデルによる応答値の算定

(1) 要求される耐震性能

高架橋に要求される耐震性能を表 3.4 に示す。対象とした高架橋は駅部高架橋であり、構造物の耐震性能は L1 地震動に対して耐震性能 I、L2 地震動に対して耐震性能 II を確保することとする。構造物の耐震性能は部材の損傷と基礎の安定に区分されるが、ここでは、部材の損傷レベルについて述べることにする。各部材の損傷レベルの制限値を表 3.5 に示す。L2 地震動は断層直上のスペクトル II を用いる。荷重は固定死荷重(D_1)、付加死荷重(D_2)、列車荷重(L)、およびコンクリートの収縮の影響(S_H)を考慮する。ただし、コンクリート充填鋼管柱については収縮の影響は考慮しない。対象とした高架橋の列車荷重の規格は EA-17 であるが、耐震設計においては 1 軌道あたり 35kN/m の等分布荷重を複線

載荷とする。安全係数を表 3.6 に示す。

(2) 静的非線形解析

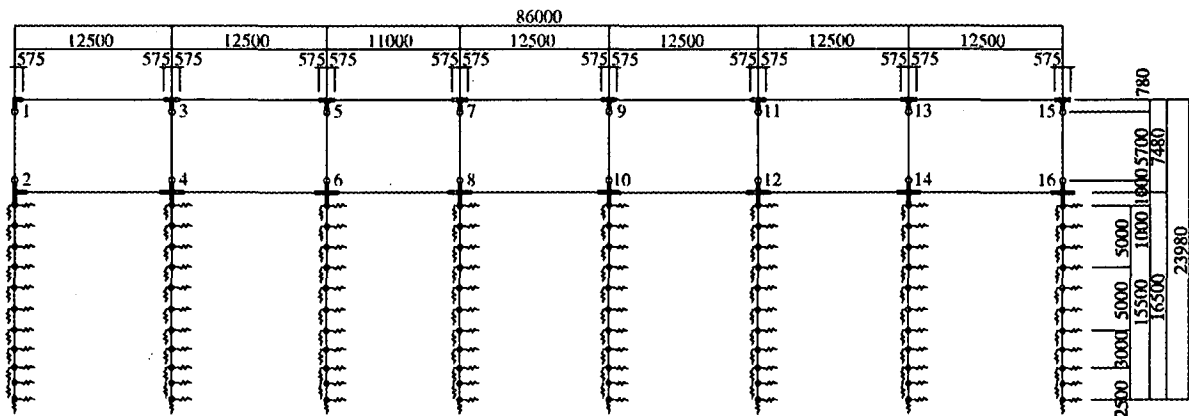
構造物全体を上下部一体として、図 3.18 に示すようにモデル化した。なお、部材接合部内は、すべて剛域として扱うこととした。部材は線材、地盤はバネにモデル化した。地中梁の鉄筋コンクリート部材の損傷に至る過程は部材の破壊形態により異なるため、まず、破壊形態の判定を式(3.44)により行った。なお、せん断スパンは部材長の 1/2 としている。

$$V_{mu} / V_{yd} \leq 1.0 \tag{3.44}$$

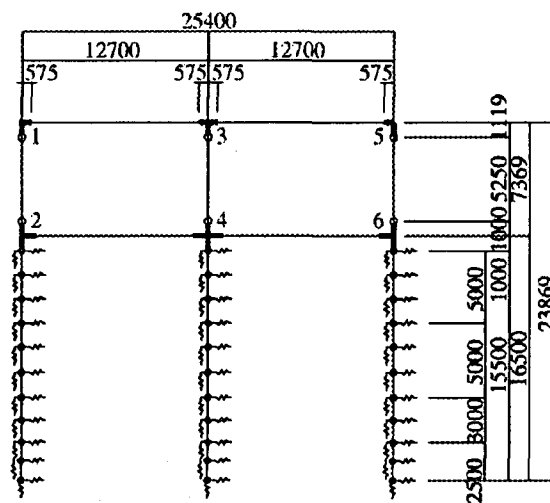
ここで、

- V_{mu} : 部材が曲げ耐力に達する時のせん断耐力
- V_{yd} : 設計せん断耐力

この照査例では、式 (3.44) が満たされたので地中梁はすべて曲げ破壊形態と判定された。



(a) 線路方向



(b) 線路直角方向

図 3.18 静的非線形解析モデル

また、上層梁の鉄骨鉄筋コンクリート部材、および杭の鉄筋コンクリート部材については、せん断スパンが不明であり破壊形態の判定が困難であるため、曲げ破壊形態の部材としてモデル化し、静的非線形解析の結果から破壊形態を判定することとした。柱のコンクリート充填鋼管部材については、せん断破壊が曲げ破壊に先行することはないと考えられるので、破壊形態の判定を必要とせず曲げ破壊形態として取り扱うこととした。

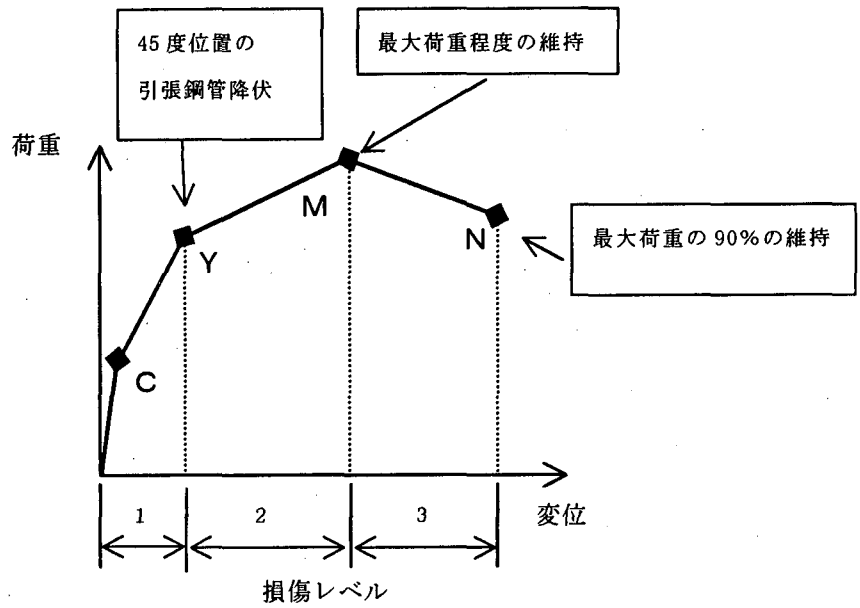
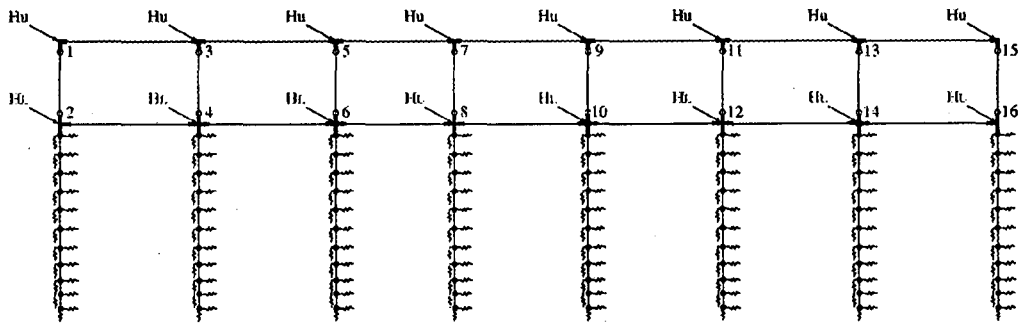
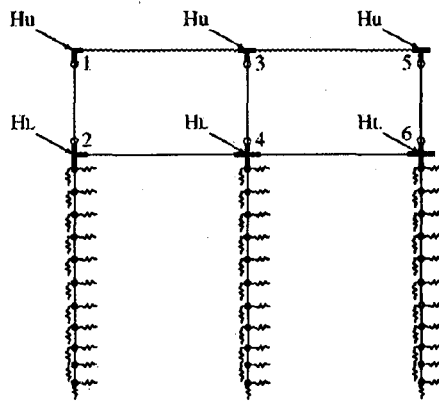


図 3.19 CFT部材のモデル化



(a)線路方向

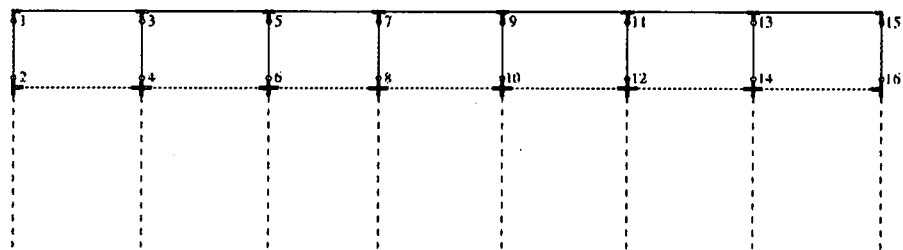
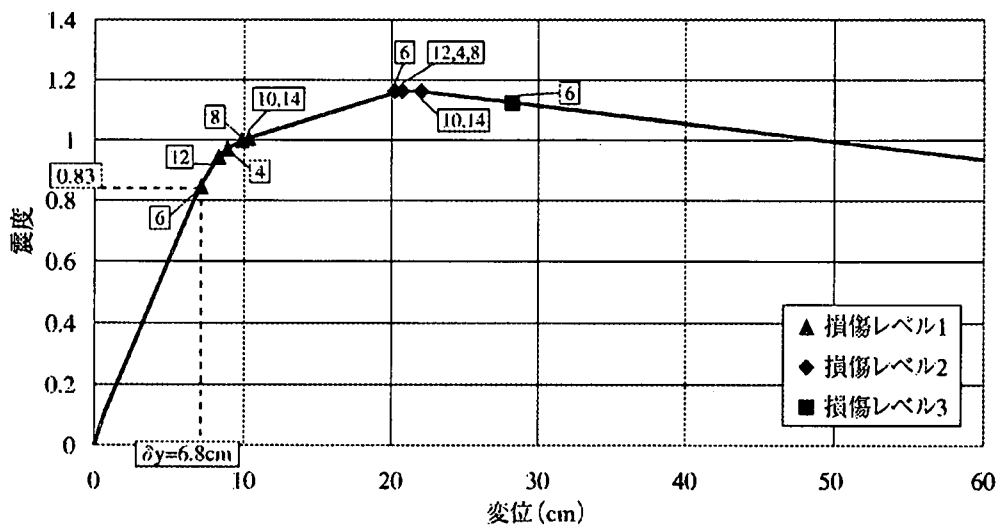


(b)線路直角方向

図 3.20 地震の影響

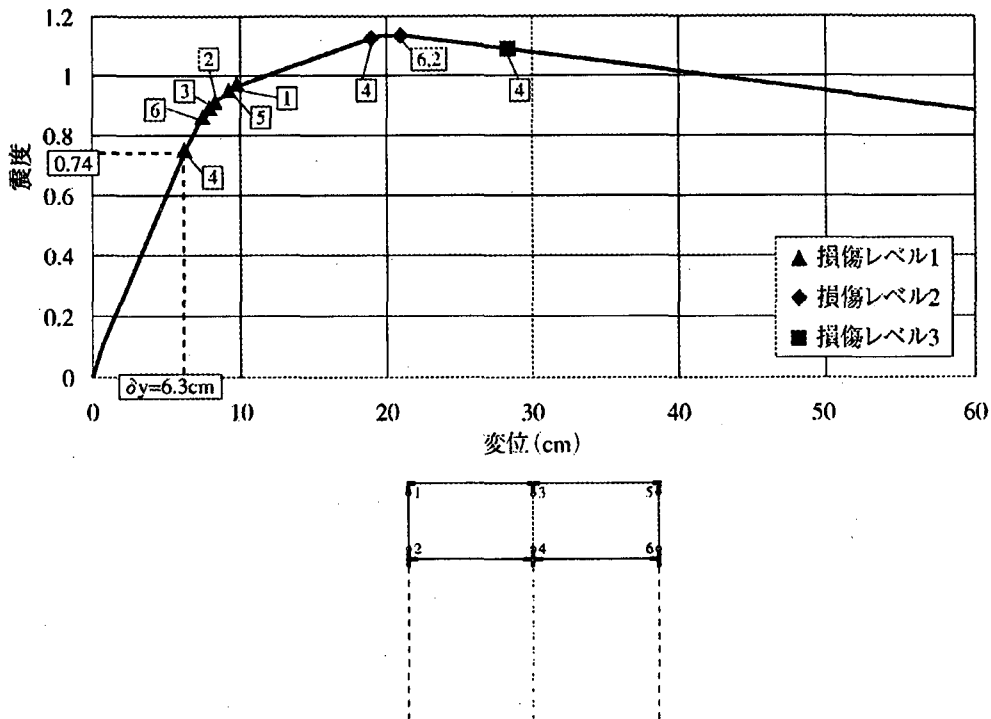
図 3.19 は、コンクリート充填鋼管柱部材の荷重・変形関係をテトラリニア型にモデル化したものである。なお、上層梁および杭部材は、曲げモーメント分布が上載荷重や地盤の影響により曲線状に変化するため、部材の非線形性を材軸直交方向の各断面の曲げモーメントと曲率の関係としてモデル化した。また、柱、および杭部材は地震の影響により軸力が変動するが、曲げ耐力は軸力により変動するため、部材特性にはこれらの相関を考慮した。地盤は、文献 12)によりモデル化した。ただし、基礎の降伏耐力を2倍とすることにより、基礎の強度の推定誤差と上部工の安全性を考慮することとした。D₁、D₂、およびS_Hを初期荷重として載荷し、地震の影響による水平方向の慣性力(E_Q)を増分荷重として変位制御で静的非線形解析を行った。慣性力による増分荷重は図 3.20 に示すように載荷した。

図 3.21 は、静的非線形解析により得られた震度と上層梁位置の水平変位の関係を示す。コンクリート充填鋼管柱部材の節点 6 (線路方向)、および節点 4 (線路直角方向) が最初に降伏、すなわち損傷レベル 1 限界点に達し、荷重 (震度) の増大とともにその他の節点も順次、降伏に達する様子が読みとれる。最初に部材が降伏する点を構造物の降伏点とすと、線路方向について、降伏震度は 0.83、降伏変位は 6.8cm、線路直角方向について、降伏震度は 0.74、降伏変位は 6.3cm となる。



(a)線路方向

図 3.21 静的非線形解析結果



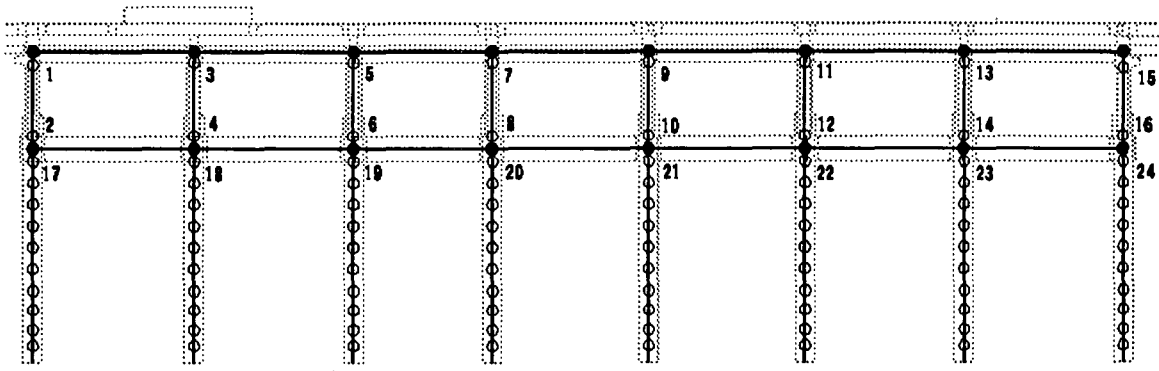
(b)線路直角方向

図 3.21 静的非線形解析結果

(3)時刻歴応答解析

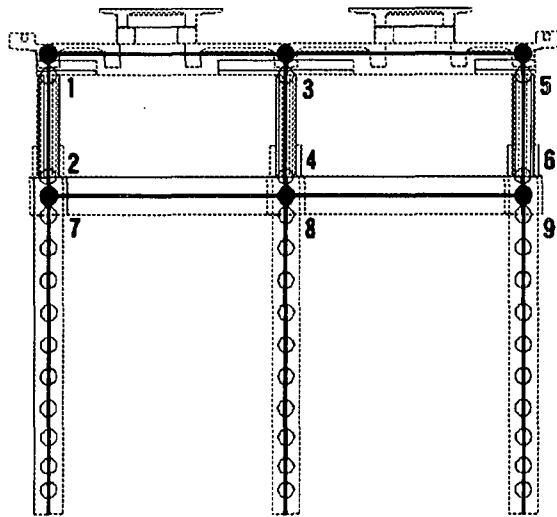
照査の対象とするラーメン高架橋が7径間と比較的長いことなどを考慮し、図 3.22 に示すように、ラーメン高架橋の上部構造部分と基礎構造部分を一体としたモデルを用いて時刻歴応答解析を行った。なお、地盤の復元力特性は、クラフ (Clough) モデルとし、減衰定数は、逸散減衰と内部減衰を含め 10%とした。上部構造物の各部材の復元力特性は、テトラリニアの骨格曲線を有する剛性低下型モデルとした。このうち、コンクリート充填鋼管柱部材、および鉄骨鉄筋コンクリート上層梁の復元力モデルは文献 13), 14)で提案したモデルを用いた。なお、剛性低下率はコンクリート充填鋼管柱部材の場合で 0.3, 鉄骨鉄筋コンクリート部材の場合では 0.4 とした。鉄筋コンクリート地中梁については、テトラリニアの骨格曲線を有する武田モデルで剛性低下率は 0.6 とした。各部材の減衰タイプには、解の収束性などを考慮して剛性比例型減衰を用い 1 次の減衰定数は 5%とした。

図 3.23 は、杭部材の節点に作用させた G 3 地盤の地表面地震波形 (加速度波形) を示す。上部構造物と基礎構造物の一体モデルへの入力地震動は、予め地盤の応答解析を行い基礎構造物の節点ごとに地震波形を算定し、これを各節点に作用させるのが原則である。しかし、設計実務を考慮すると極めて煩雑にすぎることから、ここでは、各節点に作用させる地震波形は、耐震設計標準に示されている地盤種別に応じた地表面波形 (G 3 地盤) で代表させることとした。



注) ● は、質点を示す。
○ は、M-θを示す。

(a) 線路方向



注) ● は、質点を示す。
◎ は、M-θを示す。

(b) 線路直角方向

図 3.22 動的非線形解析モデル

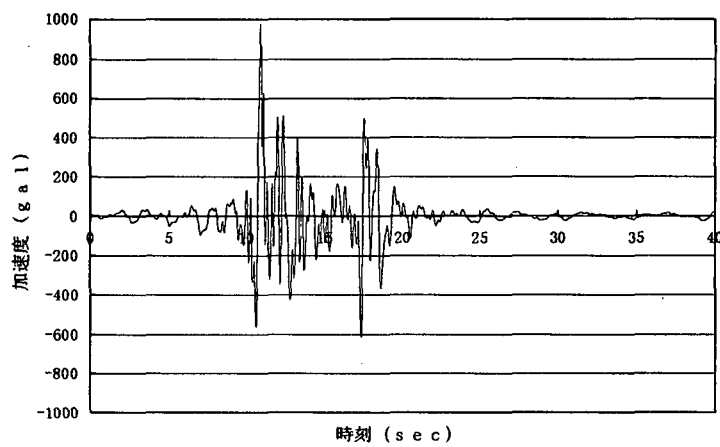
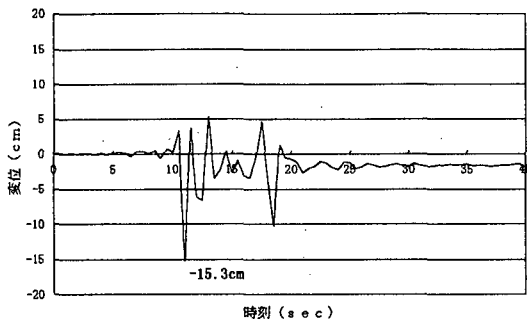
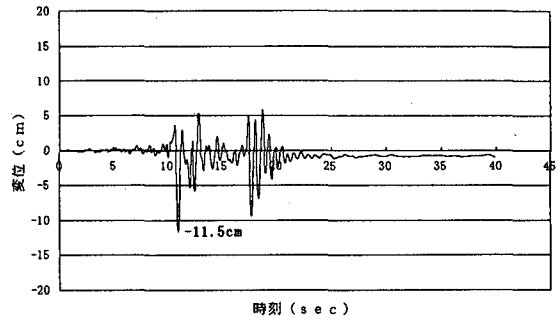


図 3.23 地表面地震波形 (G3 地盤)

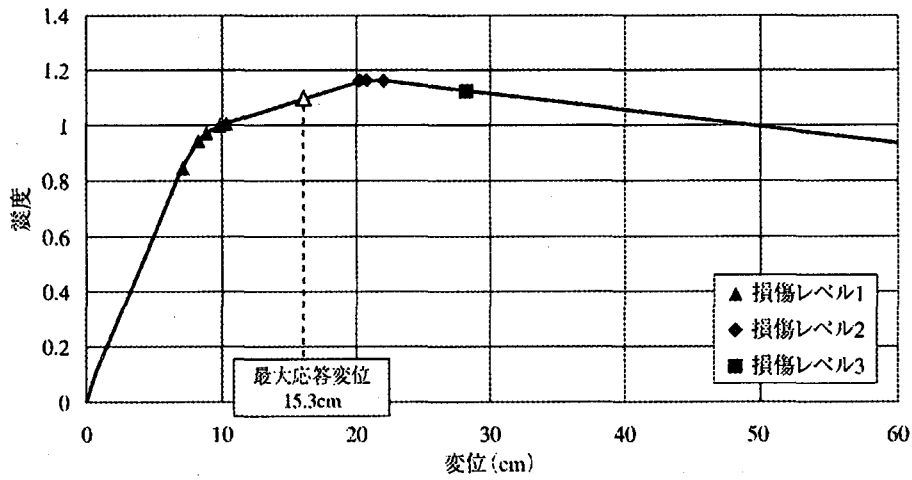


(a)線路方向

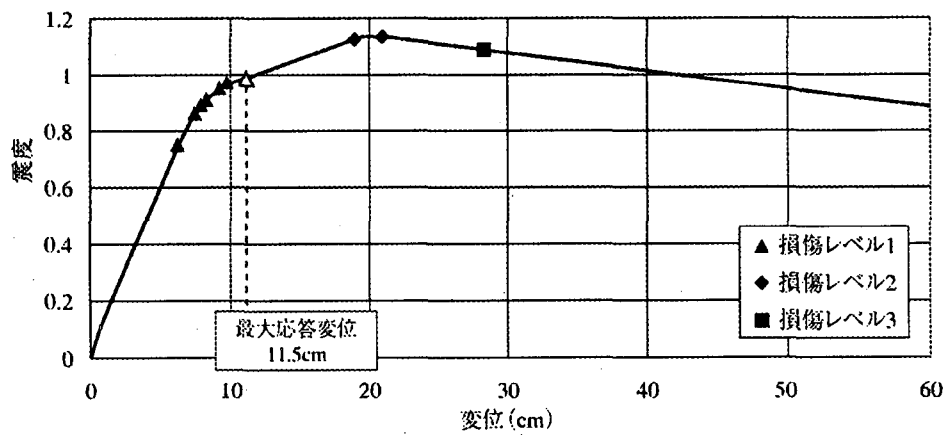


(b)線路直角方向

図 3.24 時刻歴応答変位波形 (高架橋天端位置)

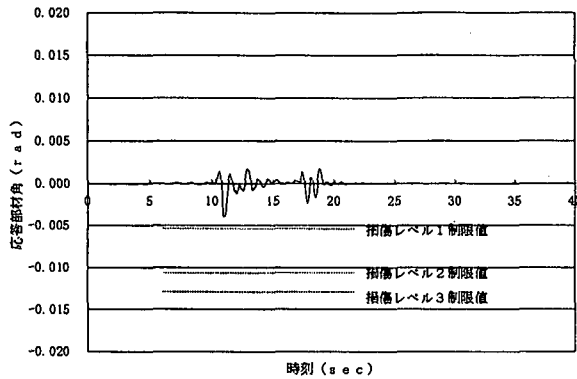


(a)線路方向

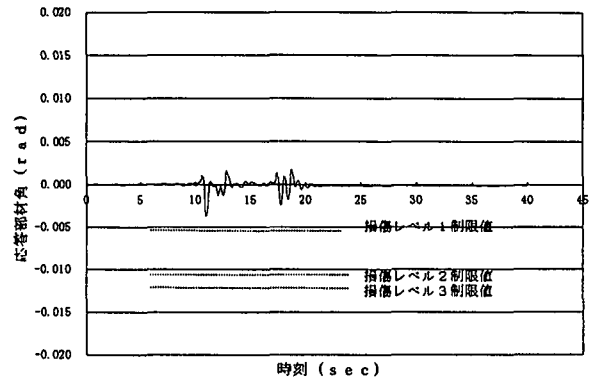


(b)線路直角方向

図 3.25 部材の損傷レベルと最大応答変位 (高架橋天端位置) の関係



(a)線路方向



(b)線路直角方向

図 3.26 杭頭部の時刻歴応答波形

図 3.24 は、高架橋天端位置での時刻歴応答変位波形を示す。最大応答変位は、線路方向で 15.3cm、線路直角方向で 11.5cm であり、図 3.23 に示すように最初に大きな地震波が現れる 11 秒付近で発生している。

図 3.25 は、コンクリート充填鋼管柱部材の各損傷レベルに対応した限界変位、および図 3.24 から読みとれる高架橋天端位置での最大応答変位(線路方向:15.3cm、線路直角方向:11.5cm)を、静的線形解析から求められた構造物全体系の荷重(震度)・変位(高架橋天端位置の水平変位)関係の中にプロットして示したものである。図 3.25 より、線路方向、線路直角方向ともに、すべての柱部材は損傷レベル 2 の範囲に収まっている。

図 3.26 は、杭頭部の時刻歴応答波形を部材角を用いて、杭部材の損傷レベルに対応した限界部材角とともに示したものである。杭頭部の最大応答部材角は、線路方向については -0.0041、線路直角方向については -0.0040 であり、いずれも損傷レベル 1 の範囲にあることがわかる。同様な検討方法により、上層梁、地中梁の各部材については、すべて損傷レベル 1 の範囲にあることが確認された。その結果、構造物の耐震性能は、当初設定した耐震性能 II を満足していることがわかった。

3.5 まとめ

鉄骨鉄筋コンクリートを梁部材にコンクリート充填円形鋼管を柱部材とした複合構造を適用した鉄道ラーメン高架橋を対象に、筆者らがすでに提案したこれらの部材の耐荷性能評価法を用いて、大規模地震(L2地震動)に対する構造物の耐震性能の照査を行った。その結果、照査例として取り上げた鉄道ラーメン高架橋は、L2地震動に対して十分な耐震性を有していることがわかった。

なお、耐震照査を行うにあたり準拠した鉄道構造物等設計標準(耐震設計)は、照査の基本的考え方を解説したものであり、本標準の適切な運用にあたっては耐震照査例や照査プログラムなどのツールの整備が重要と考えている。

参考文献

- 1) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999. 10.
- 2) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），丸善，1998. 7.
- 3) 土木学会・阪神大震災調査研究特別委員会：コンクリート技術シリーズ No.12，pp. 52-53，阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式，1996. 7.
- 4) Mattock, A. H: Discussion by A. H. Mattock, Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams by W. G. Corley, Proceedings of the ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 93, No. ST2, pp. 519-522, 1967. 4.
- 5) 佐藤孝典：円形断面 CFT 柱の荷重—変形関係のモデル化，第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 49-54，1995. 11.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），pp. 19-22，1996.
- 7) Clough, R. W. and Johnston, S. B. : Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, 1966.
- 8) 西村昭彦，室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定，鉄道総研報告，第 13 巻，第 2 号，pp. 47-50，1999. 2.
- 9) 栗林栄一，岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究（Ⅲ）—橋梁の振動減衰に関する実測結果—，土木研究所報告，第 139 号，1970. 5.
- 10) 村田清満，山田正人，池田 学，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集，第 640 号/I-50，pp. 149-163，2000. 1.
- 11) 村田清満，安原真人，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能の評価，構造工学論文集，Vol. 44A，pp. 1555-1564，1998. 3.
- 12) 運輸省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎・坑土圧構造物），丸善，1997. 4.
- 13) 平 暁，村田清満，池田 学，木下雅敬：ハイブリッド実験による S R C 部材の復元力モデルの検証，コンクリート工学年次論文集，Vol. 22，No. 3，pp. 1429-1434，2000. 6.
- 14) 村田清満，山田正人，池田 学，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の復元力モデル，土木学会論文集（投稿中）

（執筆者：村田清満）